

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

VIII. JAHRGANG 1911.

NO. 8.

### Die Entbehrlichkeit der Berechnung der Haftspannungen.

Vortrag, gehalten auf der XIV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin, von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Oberingenieur der Firma Joh. Odorico in Dresden.

**S**owohl nach den „Leitsätzen“ als auch nach den amtlichen preußischen „Bestimmungen“ vom 24. Mai 1907 ist die jeweilige Haftspannung aus der Formel

$$(1) \dots \tau_1 = \frac{b \tau_0}{u}$$

zu berechnen, wobei bekanntlich für den betreffenden Querschnitt  $b$  die Breite,  $\tau_0$  die zugehörige Schubspannung und  $u$  den Gesamtumfang der sogen. „unteren“ Eiseneinlagen bedeutet. Dabei werden als „untere Eiseneinlagen“ immer und in allen Querschnitten diejenigen verstanden, welche auf der mit dem Auflager in unmittelbare Berührung kommenden Platten- oder Balkenseite liegen.

Die „Leitsätze“ bezeichnen eine Berechnung der Haftspannungen bei einfachen Platten als „in der Regel entbehrlich“ und lassen im übrigen 7,5 kg/qcm Eisenumfang zu, eine Zahl, welche mit den bekannten historischen Bauschinger'schen Versuchsergebnissen im Zusammenhang steht. Die ministeriellen „Bestimmungen“ dagegen besagen in § 15, daß die Haftspannungen stets nachzuweisen seien und verlangen die Einhaltung einer oberen Grenze von 4,5 kg/qcm; zugleich ist im § 16 in dem Satze „die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten“ eine Erklärung für die Festsetzung von gerade 4,5 kg/qcm und außerdem der Schlüssel dazu gegeben, welche Vorstellung von dem Zusammenhang zwischen Schub- und Haftspannung im Rahmen der „Bestimmungen“ seinerzeit die Grundlage für diese zahlenmäßige Begrenzung gebildet hat.

Das theoretisch nachgewiesene paarweise Auftreten der Schubspannungen veranlaßte zu der Ueberle-

gung, daß dann auch für die Haftspannung kein größerer Wert als für die Schubspannung zulässig sei, da ja sonst auf dem Wege über die Haftspannungen wieder größere Werte als 4,5 kg/qcm für die Schubspannungen entstehen könnten.

Aus Abb. 1 auf Seite 58 geht außerdem die Entwicklung der Formel für  $\tau_0$  (max) in der neutralen Achse hervor, wonach unter der Voraussetzung eines bis zur neutralen Achse hinauf gerissenen Beton-Querschnittes aus dem Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte die bekannte Formel sich ergibt

$$(2) \dots \tau_0 = \frac{Q}{b(h-a-x'_g)} = \frac{Q}{b \cdot z}$$

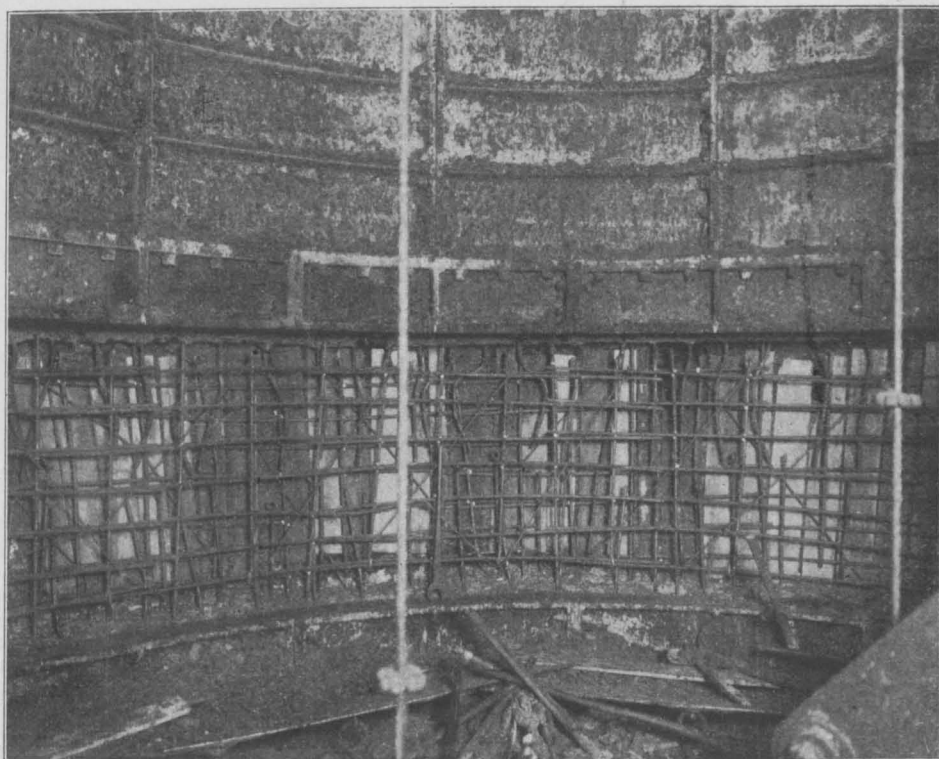


Abbildung 5. Schachtauskleidung mit Eisenbetonmantel unter der Cuvelage.  
Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues.

Unter Berücksichtigung von Gl. 2 kann man somit den Ausdruck für  $\tau_1$  auch schreiben

$$(3) \dots \tau_1 = \frac{Q}{z \cdot u},$$

welche Form man durch Ableitung aus Abbildung 1 ohne weiteres erhalten kann.

Da nun im Sinne unserer Annahme eines überall gerissenen Betonzuggurtes die Größe  $z = (h - a - x/3)$  bei gleichbleibendem  $F_e$  konstant ist, sich auch bei wechselndem  $F_e$  nicht nennenswert ändert — da ferner ebenso  $u$ , der Umfang der Eiseneinlagen, wenigstens auf gewisse Strecken konstant ist, so erscheint nach dieser Gl. (3):

suchen von Bach (Heft 22 der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“) ausführlich festgestellt worden ist.

Man wird hier schon ohne Weiteres zugeben, daß die Berechnung der Haftfestigkeit aus Gl. (4)

$$(4) \dots \tau_1 = \frac{P}{u \cdot l} = \tau_m$$

ein unrichtiges Bild von der Spannungsverteilung über die Länge  $l$  liefert, daß sich vielmehr hierbei, wie schon Mörsch in seinem Werk „Der Eisenbetonbau“ erwähnt, nur Mittel- und Vergleichswerte  $\tau_m$  ergeben können, und somit angenommen werden darf, daß das eigentliche Spannungsverteilungsbild ein wesentlich anderes ist.

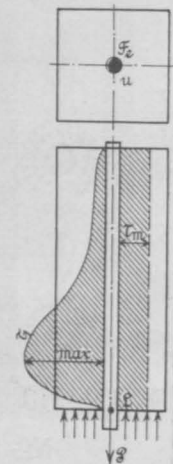


Abbildung 2. Verteilung der Haftspannungen über die Stablänge  $l$  beim direkten Trennungsversuch.

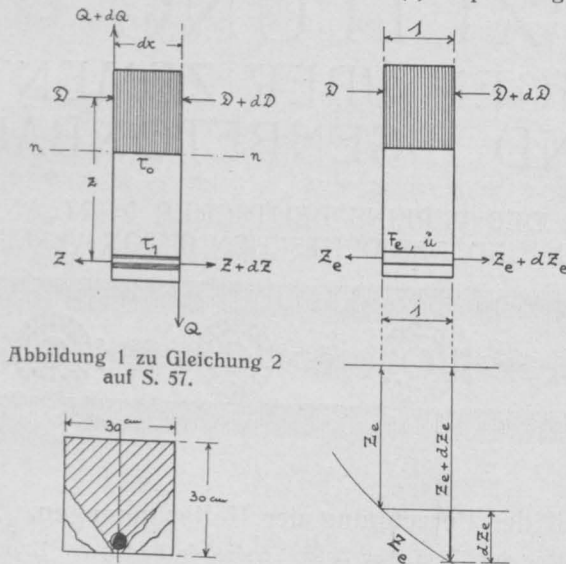
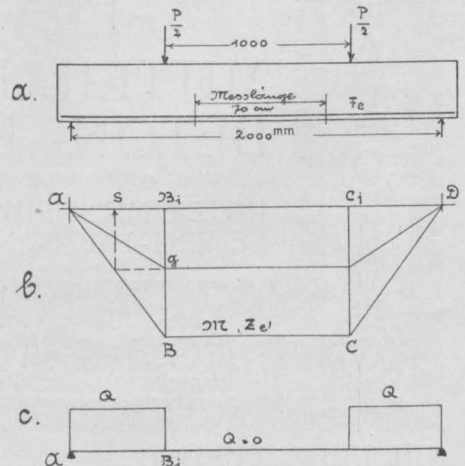


Abbildung 1 zu Gleichung 2 auf S. 57.

Abbildung 6. Rißverlauf im gebogenen Balken nach Bach.

Abbildung 3. Änderung der Zugkraft im Eisen bei einem auf Biegung beanspruchten Stabelement.



Abbildungen 5a—c. Freiaufliegender Balken, symmetrisch belastet durch zwei gleiche Lasten. Momente und Querkräfte.

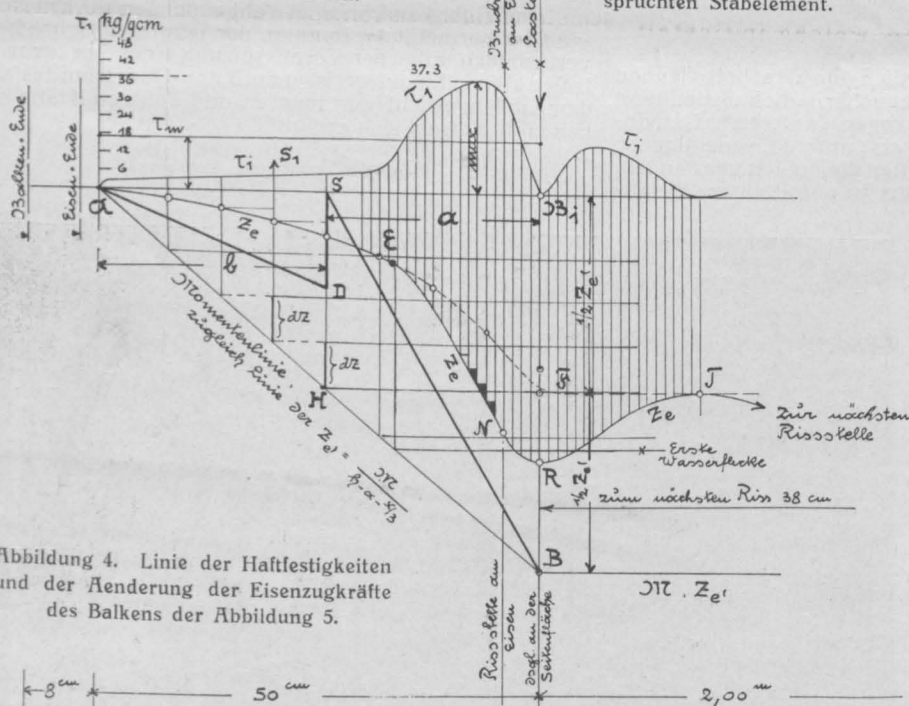


Abbildung 4. Linie der Haftfestigkeiten und der Änderung der Eisenzugkräfte des Balkens der Abbildung 5.

die Änderung von  $\tau_1$  als in erster Linie abhängig von der Änderung der Querkraft  $Q$ , d. h. die Haftspannung erreicht hiernach bei gleichbleibendem  $z$  und  $u$  ihr Maximum dort, wo die Querkraft ihr Maximum erreicht, d. h. im Allgemeinen in der Nähe des freien Auflagers.

Betrachten wir zunächst die Verhältnisse beim sogenannten direkten Trennungsversuch (Abbildung 2), wo unmittelbar am Eisen, im Gegensatz zu den Verhältnissen der Praxis, eine Kraft  $P$  angreift, deren Steigerung schließlich eine Trennung des Eisens vom Beton in Richtung seiner Achse herbeiführt, äußerlich wahrnehmbar durch zuerst kaum merkliches, dann immer rascher werdendes Gleiten, wie dies bei den diesbezüglichen Ver-

perger schon im Jahre 1905 gleich nach dem Erscheinen der Bach'schen Gleitwiderstands-Versuche hingewiesen hat, und das ist die Tatsache der ganz bedeutenden Abnahme des rechnermäßigen  $\tau_m$  mit der zunehmenden Länge des einbetonierten Eisens. Mit anderen Worten: Es wird der Gesamtwiderstand eines auf Trennung vom Beton beanspruchten Eisens von einer gewissen Grenze der einbetonierten Länge an nicht mehr nennenswert gesteigert, wenn man diese einbetonierte Länge größer und größer wählt. Dieser durch Versuche bewiesene Umstand ist wiederum in der empirischen Abbildung 2 zum Ausdruck gebracht, wonach die einzelnen Oberflächenteile des Eisens von der Stelle des Maximums ab um so weniger an der Last-





lich der Einzelheiten darf ich wieder auf die vorerwähnte Schrift verweisen.

Mit Hilfe dieser Maßnahmen sind die Punkte *N* und *R* der Rißquerschnitt bestimmt worden. Zwischen der vorerwähnten Linie *AEF* und den Punkten *N* und *R* fehlten nun allerdings einige Zwischenpunkte. Es kann aber keinem Zweifel unterliegen, daß die Verbindung von *E* nach *N* mit großer Annäherung so aussehen dürfte, wie dies in Abbildung 4 wiedergegeben ist. Die stärker geneigte Linie *EN* zweigt dort von der Linie *EF* ab, wo auf der Meßstrecke die ersten Wasserflecke, das bekannte erste Lockerungs-Anzeichen des Betons, beobachtet worden sind. Von dort an geht also der Zug mehr und mehr in das Eisen über. Nach Passieren der Stationen *N* und *R* wird sich die „Linie der tatsächlichen  $Z_e$ “ wieder langsam dem Linienzug *EFT* nähern, welcher ja der Ausdruck für die mittleren Dehnungen und Zugkräfte einer größeren Balkenstrecke ist.

Auf diese Weise und unter Beachtung all der berührten Umstände ist also der Linienzug *AENRT*, der „Linienzug der (mit jedenfalls großer Annäherung) tatsächlichen Eisenzugkräfte“, entstanden. Ist dieser Linienzug unter Beachtung aller in Betracht kommenden Faktoren konstruiert, so ist damit alles Weitere gegeben.

Um möglichst genau zu sein, teilt man die Strecke vom Rißquerschnitt bis Eisen-Ende in Teile von je 1 cm, bestimmt die Ordinaten-Differenzen der einzelnen  $Z_e$ , dividiert noch Gl. (5) durch den Eisenumfang *u* und erhält so die für die Längeneinheit von 1 cm tätig gewesene Haftspannung  $\tau_1$ .

Diese Linie der  $\tau_1$  ist in Abbildung 4 oberhalb *AB*<sub>1</sub> aufgetragen, und es ist nun wirklich überraschend, zu sehen, daß der Verlauf dieser  $\tau_1$ -Linie in allen Teilen mit dem übereinstimmt, was wir uns vorher in Abbildung 2 auf Grund rein empirischer Ueberlegung zurecht gelegt hatten.

Die Lasteintragungsstelle *L* der Abbildung 2 ist in Abbildung 4 identisch mit dem Rißquerschnitt *N*, in welchem, wie wir wissen, das Eisen in der Hauptsache den vorhandenen Zug aufnimmt. Dicht hinter dieser Rißstelle stellt sich in Abbildung 4 ohne jede Künstlei oder Absicht das Maximum der Haftspannungen ein; die  $\tau_1$ -Linie fällt dann rasch und zeigt, wie dies von vornherein zu erwarten war, daß von einer gewissen Entfernung an die weiter zurückliegenden Oberflächenteile nur noch unwesentlich an der Lastübertragung teilnehmen, d. h. es kommt die volle Mitwirkung des Betons, ganz übereinstimmend mit dem, was wir bereits wissen, um so mehr wieder zur Geltung, je weiter man sich von der Rißstelle entfernt.

Auf der Grundlage dieses Vorganges habe ich eine ganze Reihe von Balken untersucht; neun besonders charakteristische Fälle sind in der erwähnten Schrift ausführlicher behandelt, und zwar sind Balken mit Eisen verschiedenen Durchmessers (von 18–32 mm), Balken mit geglätteten Eisen und Balken mit Beton verschiedener Lagerung und verschiedenen Alters in den Rahmen der Betrachtungen gezogen worden. Dabei hat sich herausgestellt, daß auch bei diesem Verfahren die bekannten Einflüsse der verschiedenen Durchmesser, der Oberflächenbeschaffenheit, der Lagerung und des Alters deutlich zum Ausdruck kommen.

Am schönsten gruppieren sich die einzelnen Ergeb-

nisse, wenn man nach Probst die Haftkraft für die Längeneinheit bestimmt, d. h. wenn man als Maßstab für die Haftfestigkeit das von dem betr. Eisen übertragene  $dZ_e = u \cdot \tau_1$ , also unmittelbar die Zugkraft-Differenzen, zugrunde legt. Man erhält dann Zahlenreihen, bei welchen der kleinste Durchmesser an unterster, der größte Durchmesser an oberster Stelle steht und bei welchen die wassergelagerten Körper wiederum in bekannter Weise größere Haftkräfte ergeben, als diejenigen, die an der Luft erhärtet sind.

Im übrigen sei hier noch bemerkt, daß die Haftfestigkeitszahlen für Eisen mit Walzhaut in Beton von 6 Monaten sich zwischen 37 und 44 kg/qcm bewegen, daß die Haftfestigkeitszahl für geglättetes Eisen auf 18 kg/qcm herabsinkt und daß für normales Eisen in Beton von 6 Wochen bei Lufterhärtung 26 bis 28, bei Wasser-Erhärtung 31 bis 33 kg/qcm Eisenoberfläche gefunden wurde. Es werden also nach diesem Verfahren nicht etwa abnorm hohe Zahlen erhalten, diese übersteigen vielmehr nicht die etwa erwarteten Grenzen. Dabei ist zu beachten, daß die Zahlenwerte aus Versuchen gewonnen sind, bei denen nur gerade Eisen ohne Endhaken, ohne Bügel und ohne Beigabe abgebogener Eisen verwendet worden waren.

Es mag im Rahmen dieser Erörterungen dahingestellt bleiben, ob dieses maximale  $\tau_1$  in Abbildung 4, namentlich mit Rücksicht auf die neueren Preuß'schen Versuche („Arm. Beton“ Heft 9, 1910), eine Größe darstellt, in welcher wir nur die Summe der zwei Faktoren: „reine Haftung im Sinne von Klebewirkung des Zementes“ und „Klemmwirkung“ des Betons zu erblicken haben, oder ob in dieser Größe schon Teile des Gleitwiderstandes mit enthalten sind, was wahrscheinlich sein dürfte. Die Ermittlungen beziehen sich auf denjenigen Belastungszustand, bei welchen eine Bewegung der Eisenenden an den Balkenstirnen noch nicht beobachtet werden konnte.

Noch mehr jedoch als die angegebenen Zahlenwerte interessiert uns hier das Ergebnis, daß die  $\tau_1$ -Linie einen Verlauf zeigt, wonach von einer gleichbleibenden Größe der Haftspannung über die Balkenstrecke mit konstanter Querkraft keine Rede ist, sondern, mit kleinen Werten am Auflager beginnend, erreicht die Beanspruchung des Verbundes ihr Maximum in der Nähe des Maximalmomentes, d. h. in der Nähe der größten Eisen-Beanspruchung.

Die größte Eisenzugbeanspruchung bei Biegung aber tritt einerseits im Gebiet der Maximalmomente und ferner dort ein, wo im Beton die ersten Risse entstehen, in welchen Querschnitten also der vom Moment herrührende Zug allmählich ganz in das Eisen übergeht. In der Nähe dieser Querschnitte also haben wir die Maxima der  $\tau_1$  zweifellos zu suchen und nicht in Querschnitten wie z. B. am freien Auflager, wo nach den übereinstimmenden Beobachtungen der Praxis und der Laboratoriumsversuche bis hinauf zum letzten Bruchstadium bei genügender Schubarmierung das Zusammenwirken auf Zug von Beton und Eisen ständig gewahrt bleibt.


Um nicht mißverstanden zu werden, möchte ich ausdrücklich bemerken, daß trotz dieser Ermittlungen der Richtigkeit der Gl. (1) kein Eintrag getan werden soll. Sie beruht aber eben auf der schon erwähnten Voraussetzung des bis zur neutralen Achse gerissenen Betonzuggurtes, setzt also Verhältnisse voraus, die in diesem Sinn am freien Auflager auch nicht bei hohen Belastungen zutreffen.

(Schluß folgt.)

**Gewölbte Hallenüberdeckung im Krematorium Dresden-Tolkewitz.**

Von A. Sutter, Ober-Ingenieur der Wayss & Freytag A.-G., Dresden. (Schluß.)

**4. Zugband.**

ur Aufnahme der Kraft *Z* ist ein Zugband vorgesehen, das zugleich als Unterzug dient, welcher die Turmwand über dem Chor zu tragen hat (Abbildgn. 7 u. 8). Da kein Schub auf eine Mauer auftreten darf, so ist das System *ABB'A'* zu rechnen als kontinuierlicher Balken mit einer Längszugkraft *Z* entsprechend Abbildung 7. Infolge Symmetrie ist dieses System einfach statisch unbestimmt; als statisch unbestimmte Größe fassen wir den Auflagerdruck *B = B'* auf.

Berechnung der Lasten.

Zinkdach mit Auflast:  $\frac{4,90}{2} \cdot 0,15 = 0,37 \text{ t/m.}$

E. B. Dachdecke  $\frac{4,90}{2} \cdot 0,20 = 0,475 \text{ t/m.}$

Chordecke mit Nutzlast =  $\frac{4,72}{2} \cdot 0,61 = 1,44 \text{ t/m.}$

Mauerwerk  $0,52 \cdot 1,7 \cdot h = \text{t/m.}$

Zusatzlast vom Turmunterzug =  $\frac{6,35}{6,4} = 0,99 \text{ t/m.}$

Steg in Außenöffnung =  $0,52 \cdot 0,60 \cdot 2,4 = 0,75 \text{ t/m.}$

Steg in Mittelöffnung =  $0,52 \cdot 0,85 \cdot 2,4 = 1,06 \text{ t/m.}$

Die Gewichte der Lamellen gehen aus nachstehender Tabelle 1 hervor. (Vergl. Abb. 7)

Lamelle	$\Delta s/\text{m.}$	$h/\text{t.}$	G/t.
1	0,80	8,845	7,08
2	0,80	8,845	7,08
3	0,80	8,845	7,08
4	0,80	8,740	6,98
5	0,78	8,500	6,20
6	0,73	8,000	5,83
7	0,77	6,900	5,32
8	0,85	6,100	5,18
9	0,94	5,995	5,63
10	0,93	5,995	5,57
			$\Sigma 61,95 \text{ t}$



3. Tabelle zur Momentenfläche:  $B = 1$ .

Lamelle	$\frac{J_s}{h^3}$	$M$	$M \frac{J_s}{h^3}$
1	3,710	0,50	1,858
2	3,710	1,30	4,825
3	3,710	2,10	7,770
4	0,756	2,89	2,180
5	0,387	3,64	1,418
6	0,904	3,90	3,520
7	1,054	3,90	4,110
8	0,904	3,90	3,520
9	0,904	8,90	3,520
10	1,054	3,90	4,110
			$\Sigma 36,831$

Abbildung 7.  
Ermittlung der Momente und Biegun-  
gslinien des Zuggurtes.

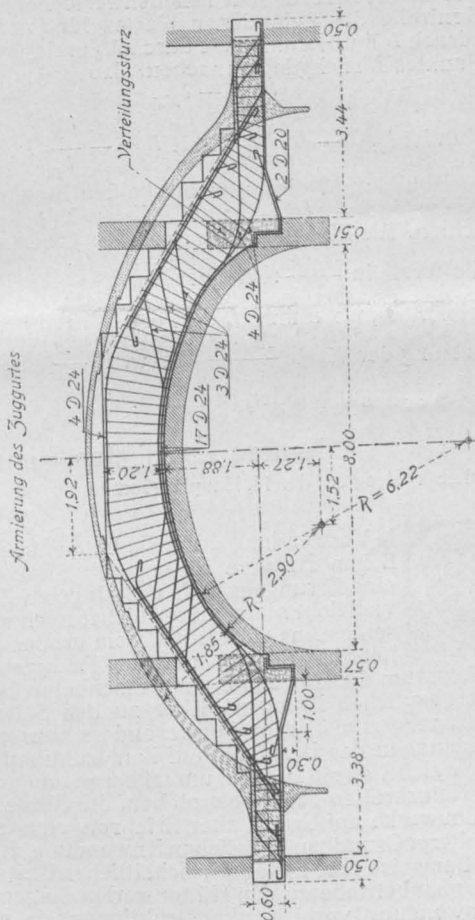
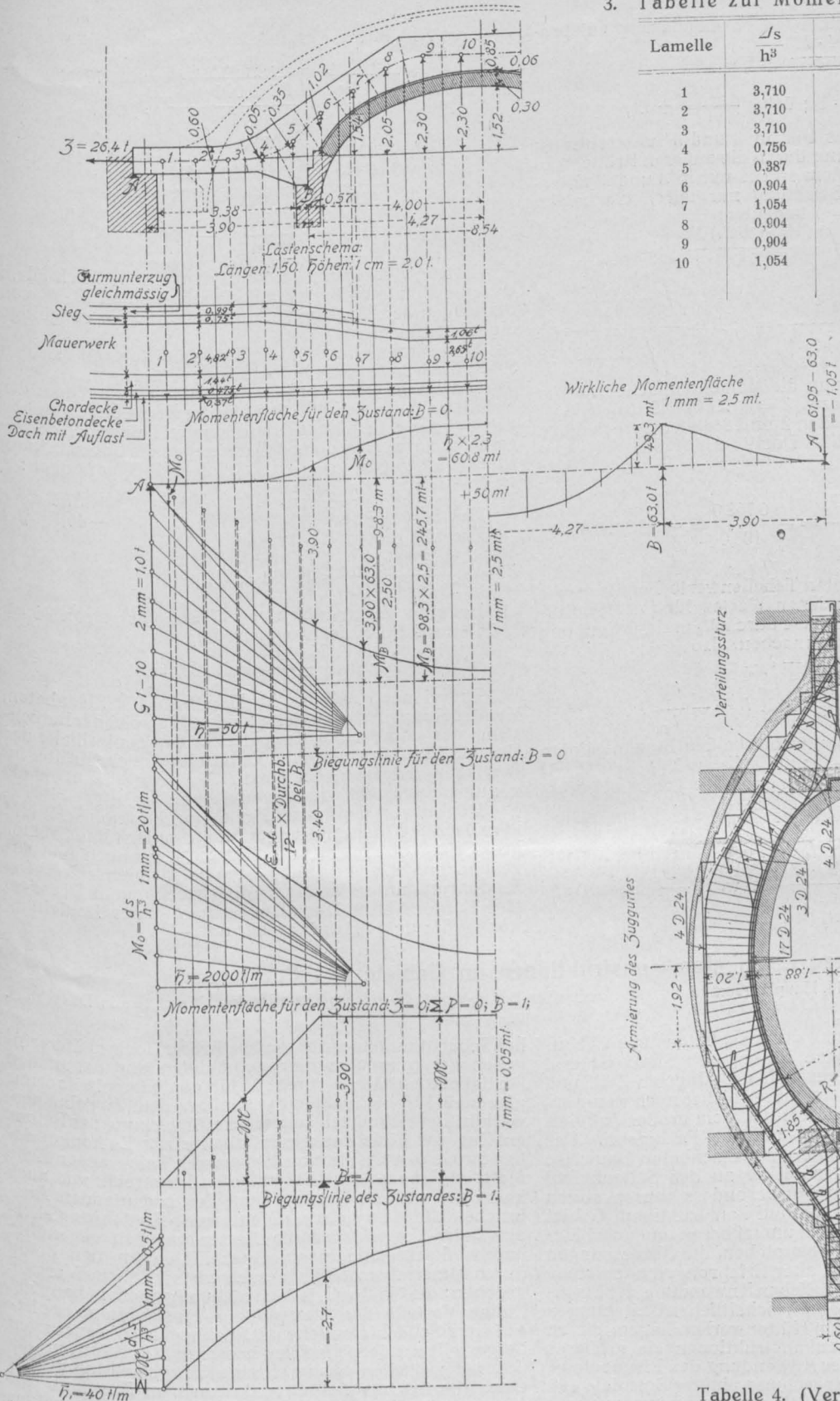


Abbildung 8. Einzelzeichnung des Zuggurtes mit Eiseneinlage.

2. Tabelle zur Momentenfläche:  $B = 0$  (Abb. 7).

Lamelle	$\frac{J_s}{m}$	$\frac{h}{m}$	$h^3$	$\frac{J_s}{h^3}$	$M_0$	$M_0 \frac{J_s}{h^3}$
1	0,80	0,60	0,216	3,710	25,0	92,7
2	0,80	0,60	0,216	3,710	70,0	259,8
3	0,80	0,60	0,216	3,710	108,4	412,0
4	0,80	1,03	1,061	0,756	143,6	108,4
5	0,85	1,30	2,197	0,387	176,0	68,0
6	0,95	1,05	1,157	0,904	215,5	194,6
7	0,95	0,90	0,730	1,054	245,0	258,0
8	0,95	1,05	1,157	0,904	273,0	246,7
9	0,95	1,05	1,157	0,904	293,0	254,8
10	0,95	0,90	0,730	1,054	294,5	310,0
						$\Sigma 2205,0$

Tabelle 4. (Vergl. Abb. 7.)

Lamelle	$M$	$M_0 \cdot \frac{J_s}{h^3}$	$M_0 \cdot M \cdot \frac{J_s}{h^3}$	$M \cdot \frac{J_s}{h^3}$	$M^2 \cdot \frac{J_s}{h^3}$
	mt	t/m	t <sup>2</sup>	t/m	t
1	-0,50	92,7	-46,4	-1,85	0,93
2	-1,30	259,8	-337,8	-4,82	6,26
3	-2,10	402,0	-845,0	-7,78	16,33
4	-2,89	108,4	-313,6	-2,18	6,29
5	-3,64	68,4	-248,0	-1,41	5,13
6	-3,90	194,6	-760,0	-3,52	13,70
7	-3,90	258,0	-1006,0	-4,10	15,98
8	-3,90	246,7	-963,0	-3,52	13,70
9	-3,90	264,8	-1032,1	-3,52	13,70
10	-3,90	310,0	-1210,0	-4,10	15,98
			-6762,0		108,00

Dem Gesetz der kleinsten Formänderung entsprechend ist:

$$\int \frac{M \cdot M'}{J E} ds = 0,$$

wo  $M = M_0 + B \cdot \mathfrak{M}$ ;  $M' = \frac{b M}{b B} = + \mathfrak{M}$ ,

wo  $M_0$  das Moment des nur in A und A' unterstützten Balkens bei Belastung nur durch die äußeren Kräfte, d. h. bei  $B = B' = 0$ ,  $\mathfrak{M}$  das Moment des nur in A und A' unterstützten Balkens bei Belastung nur durch die beiden Stützdrücke  $B = B' = 1$  bedeuten.

Damit ergibt sich  $\int \frac{(M_0 + B \mathfrak{M}) \mathfrak{M}}{J E} ds = 0$

$$\int \frac{M_0 \cdot \mathfrak{M}}{J E} ds + B \int \frac{\mathfrak{M}^2 ds}{J E} = 0; B = - \frac{\int \frac{M_0 \cdot \mathfrak{M} \cdot ds}{h^3}}{\int \frac{\mathfrak{M}^2 ds}{h^3}}$$

In Abbildg. 7 sind nun die Momentenflächen für die Zustände  $B = B' = 0$  bzw.  $Z = 0$ ,  $\Sigma(P) = 0$ ,  $B = B' = 1$  gezeichnet, in den Tabellen 2 und 3 die entsprechenden Werte zusammengestellt. Damit ergibt sich die umstehende Tabelle 4.

$$B = \frac{\Sigma \frac{M_0 \cdot \mathfrak{M} \cdot \Delta s}{h^3}}{\Sigma \frac{\mathfrak{M}^2 \Delta s}{h^3}} = - \frac{6\,762,0}{108,0} = - 62,9 \text{ t.}$$

Die schon berechneten Tabellenwerte benutzen wir zur Kontrolle des gefundenen Wertes für B. Der Auflagerdruck B muß nämlich die durch  $M_0$  erzielte Senkung des Punktes B rückgängig machen, also

$$\delta_B = - \delta_{M_0}.$$

Nun ist  $\delta_B = - B \cdot \delta_{\mathfrak{M}}$ , somit  $B = - \frac{\delta_{M_0}}{\delta_{\mathfrak{M}}}$ .

In Abbildung 7 sind nun die beiden Biegelinien für die Zustände  $M_0$  ( $B = 0$ ) und  $\mathfrak{M}$  ( $Z = 0$ ,  $\Sigma(P) = 0$ ,  $B = 1$ ) gezeichnet. Als Einkinkungen unter B ergeben sich hieraus die Werte in  $\frac{E \cdot b}{12} : H$  facher bzw.  $\frac{E \cdot b}{12} : H_1$  facher Vergrößerung, wo H und  $H_1$  die Poldistanzen bei Zusammensetzung der Werte  $\frac{M_0 \cdot \Delta s}{h^3}$  bzw.  $\mathfrak{M} \cdot \frac{\Delta s}{h^3}$  zum Kräfteck für die Biegelinien bedeuten.

## Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues.

Nach dem Vortrag auf der 14. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin von Dr.-Ing. Mautner in Düsseldorf. Hierzu die Abbildung Seite 57.

Die Verwendung des Eisenbetons in bergbaulichen Anlagen im engeren Sinne ist erst eine Errungenschaft der jüngsten Zeit, und vielleicht bietet dieses bisher noch wenig erschlossene Gebiet noch ein großes Arbeitsfeld für den Eisenbeton-Fachmann. Der Grund, warum die Anwendung der Eisenbeton-Bauweise bei bergbaulichen Anlagen bisher zu den Seltenheiten gehörte, mag zum Teil in den besonders konservativen Anschauungen der Bergleute auf konstruktivem Gebiet liegen, welche, da sie zumeist unmeßbaren und unschätzbaren Naturkräften gegenüber stehen, die Abmessungen ihrer Bauwerke auf Grund alter Erfahrungen annehmen. Ein weiterer Grund zur spärlichen Anwendung der Eisenbeton-Bauweise mag in den wirtschaftlichen Beziehungen der Bergbaubetriebe zu den Hüttenwerken liegen, die an der Anwendung von Eisenkonstruktionen ein größeres Interesse haben, als an der Anwendung des Eisenbetons.

Die nachfolgende Besprechung einiger Beispiele aus dem Gebiete des Bergbaues, die nur eine Anregung sein soll, diesem neuen Arbeitsfeld besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden, wird dem Gange des Betriebes folgen, also von der Gewinnung des Materiales und seiner Förderung ausgehen, sodann die Klassierung und Aufbereitung desselben behandeln. Zunächst soll auf die Anwendung des Betons und Eisenbetons im Schacht- und Streckenbau kurz eingegangen werden.

Für Schacht-Auskleidungen sind schon in größerer Zahl Stampfbeton-Ausführungen gewählt worden: sie haben gewöhnlich an Stelle von Mauerwerksausbau zu treten. Eine Vergleichsrechnung der Bruchsicherheit von Ziegel-Mauerwerk in Zementmörtel und Stampfbeton doppelter Bruchsicherheit würde für zentrische Belastung wohl für letztgenanntes Material nur halbe Wandstärke ergeben. Die durch Ungleichförmigkeiten erzeugten exzentrischen Belastungen, auf die ich anlässlich der Besprechung der

Aus Abbildung 7 ergibt sich

$$\delta_{M_0} = \frac{3,40 \cdot H}{E \cdot b} = \frac{3,40 \cdot 2000}{2\,100\,000 \cdot 0,50} = 0,0777 \text{ m}$$

$$\delta_{\mathfrak{M}} = \frac{2,70 \cdot H_1}{E \cdot b} = \frac{2,70 \cdot 40}{2\,100\,000 \cdot 0,50} = 0,001\,234 \text{ m}$$

$$B = - \frac{\delta_{M_0}}{\delta_{\mathfrak{M}}} = - \frac{0,0777}{0,001\,234} = - 63,0 \text{ t}$$

Ist nun B bekannt, so kann man die dadurch allein erzielte Momentenfläche mit den Ordinaten  $B \cdot \mathfrak{M}$  von derjenigen der  $M_0$  abziehen und findet so die endgültige Momentenfläche.

Das Maximalmoment in Balkenmitte ergibt sich zu 50 mt; die Normalkraft beträgt  $Z = - 26,4 \text{ t}$ .

Bei einem Querschnitt von 0,5/1,2 m entsprechend der Detailzeichnung Abbildung 8 (die der Rechnung zugrunde gelegten ursprünglichen Abmessungen haben sich als ungenügend erwiesen, ohne daß deswegen die Untersuchung wiederholt wurde) ergeben sich folgende Spannungen:

$$\sigma = \frac{- 26,4}{0,5 \cdot 1,20} + \frac{50,0 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,20^2} = - 44 \text{ t/qm} + 417 \text{ t/qm} = + 37,3 \text{ kg/qcm} - 46,1 \text{ „}$$

Gesamt-Zug im Eisen

$$Z_e = \frac{50 \cdot 120^3 \cdot 46,1^2}{24 \cdot 5\,000\,000} = 76\,800 \text{ kg.}$$

Bei einer Eiseneinlage von 17 Rundeisen von 24 mm = 76,9 qcm ist die Eisenzugspannung

$$\sigma_e = \frac{76\,800}{76,9} = \text{rd. } 1000 \text{ kg.}$$

Es sei noch auf das im Handbuch für Eisenbeton, Kapitel Kuppeln, behandelte analoge Beispiel der Berechnung der elliptischen Kuppel über der Zentralhalle der Universität München mit Ermittlung der Kräfte im Druckring auf Grund der Elastizitätstheorie, die ebenfalls von uns aufgestellt wurde, verwiesen.

Der Entwurf der ganzen Anlage (architektonische und künstlerische Ausgestaltung) stammt von Hrn. Baudirektor Prof. Fritz Schumacher in Hamburg, der auch eine eingehendere Veröffentlichung noch vornehmen wird. Die Ausführung unterstand dem städt. Hochbauamt Dresden, Hrn. Stadtbtr. Prof. Hans Erlwein. Mit der Bauleitung war Hr. Bauinsp. Hertsch betraut. —

bei Schachtbauten auftretenden Kräfte noch später eingehen werde, ergeben hingegen bei dem angenommenen Festigkeitsverhältnis von 1:2, für den Stampfbeton nur eine kleine Ueberlegenheit gegenüber dem Ziegelmauerwerk in Zementmörtel, sofern eine Mitwirkung des Betons auf Zug wie üblich ausgeschlossen wird. Es kommt daher durch den Ersatz von Mauerwerk keine wesentliche Material-Ersparnis bei Stampfbeton in Betracht und auch keine wesentliche Verringerung der bedeutenden Ausbruchskosten. Es steht der Mauerwerk-Ausführung allerdings der Vorteil kürzerer Herstellungszeit gegenüber und vielleicht sind in einzelnen Fällen für den Beton durch Materialverhältnisse auch wirtschaftliche Vorteile gegeben; dies läßt sich jedoch nicht allgemein behaupten. Einige Vorteile der Stampfbeton - Auskleidung rechteckiger Schächte, welche mit Stichbogen als Wandungen hergestellt werden, sind im besseren Anschluß an das Gebirge zu sehen, wodurch eine Gewölbewirkung eher erreicht wird, als bei unvollkommenem Anschluß mit Mauerwerk. Ebenso bietet ein Stampfbeton-Schacht im allgemeinen auch größeren Widerstand den der Höhe nach auftretenden, verbiegenden und abscherenden Kräften gegenüber, als das Mauerwerk.

Eine mit den vorbeschriebenen Schachtauskleidungen in Stampfbeton nicht zu verwechselnde Anwendungsart des Betons ist die als Füllbeton bei verschiedenen Methoden der Schachtabtäuflung. Seit der Erfindung der gußeisernen Cuvelage durch Chaudron und der Verwendung von Tübbing\*) wird Beton als Füllmaterial zwischen diesen und den wasserführenden Gebirgsstößen gebracht. Früher geschah dies vielfach durch Einbringung trockener Betonmischung hinter den Tübbing, welche das Wasser zum Abbinden dem Gebirge entzogen, oder durch feuchte Betonmischung, welche man durch Zusatz von Alkalien zum raschen Abbinden brachte.

\*) Vergl. „Mitteilungen“, Jahrgang 1910, Seite 35, Abbildung 11.



Ganz bedeutende Anwendungen hat hingegen der Stampfbeton im Ausbau von Strecken gefunden. Ich erwähne hier die 1080 m lange Richtstrecke an dem Königl. Steinkohlenbergwerk „Göttelborn“ im Saargebiet, welche Ausführung aus Veröffentlichungen bekannt sein dürfte. Die Stampfbetonauskleidung von Förderstrecken beschränkte sich zuerst auf ein bloßes Einbetonieren von schrägen Längs- und Querhölzern oder Eisenbahnschienen. Später wurden besonders große Erfolge durch die Anwendung des Preßbetonverfahrens beim Streckenausbau erzielt. Im Anfang wurde dieses Verfahren nur zur Dichtung der naturgemäß immer schlechteren Gewölbescheitel benutzt, später aber als einstampfbare Betonierungsverfahren immer mehr ausgebildet. Das wesentliche dieses Verfahrens besteht darin, den nach Einfüllung des Zuschlagsmaterials durch Zement-Einpressung in Beton zu verwandelnden Körper entweder durch Mauerzwischenringe oder durch eiserne Schotten abzuschließen, damit die Einpressung von Zement nur auf eine bestimmte Länge zur vollen Wirkung gelangt. Die Kosten des Verfahrens sollen nicht größer sein als die der Stampfarbeit. Zieht man noch in Rechnung, daß durch die homogenere Betonmassen kleinere Wandstärken die gleiche Wirkung erzielen, so dürfte dasselbe ein wesentlicher Fortschritt sein. Die Methode wird auch beim Eisenbetonstreckenbau benutzt, bei welchem die Armierung hinter Eisenschalung im Zuschlagmaterial verlegt wird. Hier ist besonders gegenüber dem Stampfverfahren eine dichtere Armierung möglich, da eine Behinderung der Betonierungsarbeit durch die Eiseneinlagen nicht mehr vorliegt und durch den unter Druck eingepreßten Zement eine bessere Umhüllung der Eiseneinlagen erreicht werden kann.

Wir wollen uns nun dem Gebiet der Eisenbeton-Schachtauskleidungen zuwenden, welche dank ihrer Vorteile in vielen Fällen geeignet ist, andere Auskleidungsarten zu ersetzen, bzw. dieselben zu verstärken. Die Vorteile sind folgende:

1. daß bei gleicher Sicherheit für zentrische und exzentrische Angriffe die Wandstärken für Eisenbeton bedeutend geringer sein können als bei Mauerwerk im Zementmörtel, so daß auch die Ausbruchkosten verringert werden,
  2. die vollständige Anpassungsfähigkeit der Betonauskleidung und das gute Ausfüllen von Hohlräumen bei zackigem und zerklüfteten Gebirgsstoß, wodurch das Entwickeln lebendiger Kräfte bei auftretenden Gebirgsbewegungen möglichst verhindert wird und daher die Zerstörungsmöglichkeiten kleinere werden,
  3. vergrößerte Widerstandsfähigkeit schiebenden Kräften gegenüber als Mauerwerk und größere Biegesteifigkeit zufolge senkrechter Eiseneinlagen der Höhe nach,
  4. bei entsprechend dichten Mischungen auch größere, wenn auch nicht vollständige, Dichtheit der Schachtwandungen gegenüber Wasser-Einbrüchen,
  5. sind im Beton im allgemeinen glattere Schachtwandungen und damit bessere Wetterführungen zu erreichen,
  6. an besonders druckhaften Stellen sind Verstärkungs-Möglichkeiten ohne Veränderung der Wandstärken durch Eiseneinlagen möglich.
- Diesen bedeutenden Vorteilen steht ziemlich vereinzelt der Nachteil gegenüber, daß der Beton, so lange er nicht abgehandelt hat und erhärtet ist, plötzlich auftretendem Druck gegenüber nicht gleich widerstandsfähig ist wie das Mauerwerk, das insbesondere bei Rundschnitten sofort druckaufnahmefähig ist.
- Die auf die Schachtwandungen wirkenden Kräfte entziehen sich ihrem absoluten Werte nach jeglicher Berechnung. Es hat daher die Stärkenbestimmung von Eisenbetonschächten zumeist nur die Aufgabe, einen gleichwertigen Ersatz von Ziegelmauerwerk in Zement-Mörtel von erfahrungsgemäß ausreichender Stärke zu bestimmen. — Die Kräfte zerfallen im Wesentlichen in drei Gruppen:
1. auf den Umfang wirkende Gebirgsdrucke, welche im Schacht-Mauerwerk zentrische Drucke und wagrechte Biegungsspannungen hervorrufen,
  2. Kräfte, welche durch Bewegung übereinander gelegter Gebirgsschichten eine abscherende Wirkung auf den Schachtquerschnitt ausüben,

3. senkrechte Biegungsspannungen und einbeulende Kräfte, welche der Höhe nach auf die Schachtröhren wirken.

Die überwiegenden Kräfte sind erfahrungsgemäß die Horizontaldrucke und die Scherkräfte. Die senkrechten Biegungsspannungen der Schachtröhre scheinen weniger Bruchursachen zu sein, wie schon aus der in Bergmannskreisen verbreiteten Ansicht hervorgeht, daß ein Schacht größeren Durchmessers weniger Sicherheit bietet, als der kleineren Durchmessers. Die Hauptrolle unter den angreifenden Kräften spielen somit die radial am Umfang gerichteten Gebirgsdrucke (Abbildung 1). Wie früher bemerkt, ist deren absolute Größe nicht bestimmbar. Für die Frage des gleichwertigen Ersatzes von Ziegelmauerwerk in Zement-Mörtel durch Eisenbeton kommen aber nicht allein die Verhältnisse der Bruchfestigkeiten beider Materialien in Betracht, wie dies scheinbar bei den ersten Eisenbeton-Auskleidungen angenommen wurde. Es wäre unrichtig, die Stärkenbestimmung einfach im umgekehrten Verhältnis der Festigkeit auf zentrischem Druck vor-

Abbildung 2. Vergleich der Schachtauskleidung in Mauerwerk und Eisenbeton nach Wuczkowski.

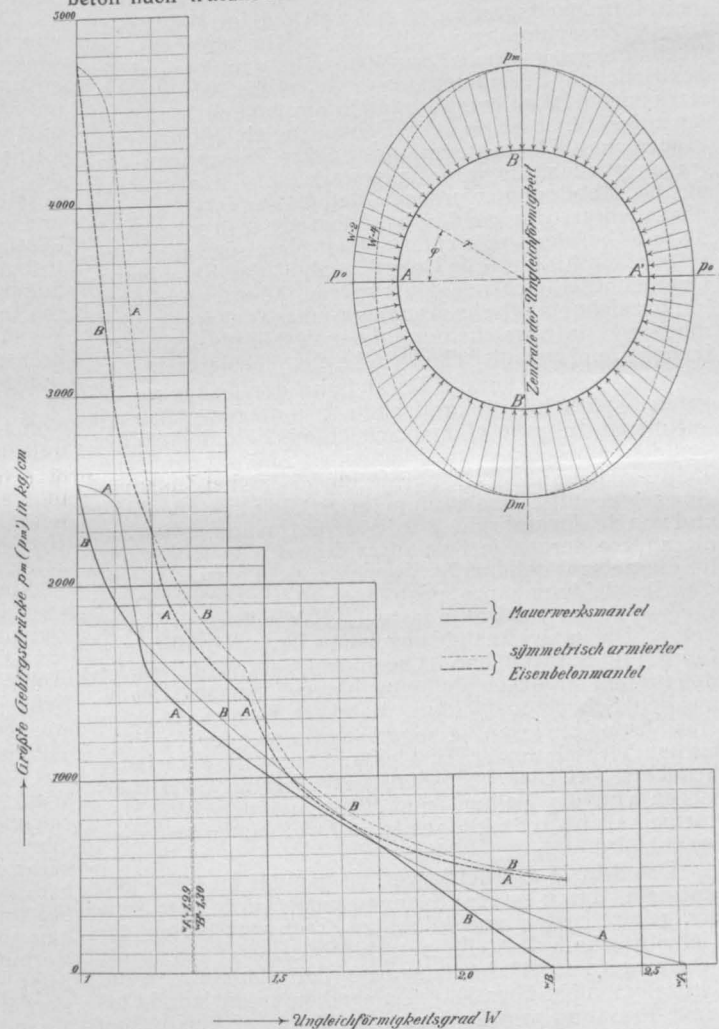


Abbildung 1. Beanspruchung eines Schachtmantels durch radiale Gebirgsdrucke.

zunehmen. Es ist das besondere Verdienst des Hrn. Dr.-Ing. Färber in Frankfurt a. M. und des Hrn. Ob.-Ing. Wuczkowski in Wien, in diese Frage des gleichwertigen Ersatzes Licht gebracht zu haben. Von der Tatsache ausgehend, daß selbst im festen Gebirge am Umfang des Schachtes nicht die gleichen zentrischen Drucke auftreten, hat Dr. Färber ein Gesetz der Verteilung der Ungleichförmigkeit dieser Drucke in die Rechnung eingeführt und untersucht, welchen Einfluß der Grad dieser Druckveränderlichkeit am Umfang auf die Bruchspannungen hat. Das von ihm eingeführte Gesetz ist zwar ganz willkürlich gewählt, hat aber den großen Vorzug, auf alle verschiedenen Grade dieser Druckungleichförmigkeit ausgedehnt werden zu können. Seine Rechnung hatte das sehr bemerkenswerte Ergebnis, daß besonders in höheren Graden der Druckungleichförmigkeit, diese selbst auf die Größe der durch sie erzeugten Ringbiegungsmomente von sehr geringem Einfluß ist.

Hr. Wuczkowski hat diese Methode dann in bemerkenswerter Weise dazu ausgebaut, wirklich zutreffende

\*) Vergl. „Glückauf 1909“. Mitteilungen von Dipl.-Ing. Scharf über das Preßverfahren.

Vergleiche der Gleichwertigkeit beider Auskleidungsarten aufzustellen, indem er beide Materialien in Schaubildern (Abbildung 2) derart verfolgt, daß er die Bruchspannung beider Materialien festsetzt und das Eintreten derselben bei verschiedenen Ungleichförmigkeitsgraden und Druckgrößen bestimmt. Die voll ausgezogenen Kurven entsprechen einer Auskleidung im Mauerwerk in Zementmörtel von Dreisteinstärke, die gestrichelt ausgezogenen Kurven, einer als Ersatz gedachten Eisenbeton-Auskleidung von 35 cm Stärke, von zusammen 1 % Ringarmierung, welche auf beiden Umfängen gleich verteilt ist. Die Bruchspannung ist für Zementmörtel-Mauerwerk mit 120 kg/qcm, für den Eisenbeton, Mischung 1:4, mit 400 kg/qcm angenommen. Die Bezeichnungen A und B beziehen sich auf um 90° gegeneinander liegende Ringquerschnitte, welche ungleiche Belastung erfahren und zwar A auf jenen Punkt mit der kleinsten, B mit der größten Belastungs-Ordinate. Die eingetragenen Werte der Ungleichförmigkeiten  $w$  sind auf der Abszissenachse, die Werte der größten Belastung auf der Ordinate nach aufgetragen. Die Werte der Ungleichförmigkeiten  $w_A$  und  $w_B$  sind jene Ungleichförmigkeitsgrade, bei welchen der Mauerwerkmantel erschöpft ist. Die Werte  $w'_A$  und  $w'_B$  stellen jene Ungleichförmigkeitsgrade dar, bei welchen im Mauerwerk bereits Zugspannungen auftreten, welche aber aus der Rechnung ausgeschaltet wurden. Aus dem Verlauf der gestrichelten Eisenbetonkurve gegenüber der Mauerwerkskurve ist zu ersehen, daß in diesem Fall der Ersatz ein vollwertiger ist, da bei gleichen Ungleichförmigkeitsgraden vom Eisenbetonmantel höhere Pressungen vertragen werden, als vom Mauerwerk. Es ist aber auch aus der Abbildung zu ersehen, daß dieser Vergleich sich über mehrere Ungleichförmigkeitsgrade erstrecken muß, da man bei der Ungleichförmigkeit Null oder nahe derselben durch die große Ueberlegenheit des Eisenbeton-Querschnittes leicht irregeführt werden könnte und die vorhin bezeichnete falsche Annahme einer Gleichwertigkeit machen könnte, welche nur auf das Verhältnis der Bruchfestigkeiten für zentrische Drucke allein basiert ist.

Nach dieser kurzen Darstellung der bisher vorliegenden spärlichen theoretischen Grundlagen gehen wir auf die Ausführung einiger Schachtauskleidungen über, von denen besonders zwei behandelt und gegenübergestellt werden sollen. Die erste dieser Ausführungen ist eine solche mit Eisenbeton im festen Steinkohlengebirge und von der Firma Franz Schlüter in Dortmund bewirkt, die andere durch die Firma Carl Brandt in Düsseldorf für die Gelsenkirchener Bergwerks A.-G. Letztere betrifft die Auskleidung eines nach dem Gefrierverfahren im wasserreichen Gebirge abgeteufte Schachtes in Eisenbeton. Die erste Ausführung ist in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1910, S. 31 u. ff. bereits ausführlich veröffentlicht, so daß hierauf an dieser Stelle nur hingewiesen sei. Bei der zweiten Schachtauskleidung handelte es sich um eine Ausführung im losen, ja sogar schwimmenden Gebirge. Es handelt sich um die Auskleidung eines rd. 400 m tiefen Schachtes, welcher nach dem verbesserten Gefrierverfahren von der Tiefbau- und Kälte-Industrie Akt.-Ges. vormals Gebhardt & Koenig in Nordhausen niedergebracht wird.

Das Prinzip des Gefrierverfahrens, das im Jahre 1883 erstmalig durch Poetsch angewendet wurde und eine der geistreichsten und kühnsten Errungenschaften der Tiefbohrtechnik darstellt, muß hier als bekannt vorausgesetzt werden. Bis in die neueste Zeit glaubte man mit demselben nicht über 200 m Tiefe gehen zu dürfen, da bei einer Pressung von 20 Atm. Eis bereits in plastischen Zustand übergeht, so daß man ein Brechen des Frostmantels befürchten mußte. Das scheint aber nur für reines Eis zuzutreffen, während ein im Schwimmsand erzeugter Eismantel eine viel höhere — etwa 7—8fache — Festigkeit besitzt, wie aus Versuchen hervorgeht, die oben genannte Firma angestellt hat. Sie hat auch bereits mit gutem Erfolg einen Schacht von 325 m abgeteuft, so daß sie nicht davor zurückschreckte, das Verfahren in dem vorliegenden Falle sogar bis 400 m Tiefe auszudehnen.

Bis Mitte Februar d. J. waren 300 m des Schachtes abgeteuft und 200 m ausgekleidet. Die Anwendung der Eisenbetonauskleidung in diesem Falle, und insbesondere zur eigenartigen Verstärkung der Cuvelage, ist eine vollständig neue und gestatte ich mir daher sie ausführlicher zu behandeln.

Der Schacht, um den es sich hier handelt, liegt in seinem größten Teil in wasserführenden Sand- und Tonschichten. Die Beanspruchung seines Ausbaues ist somit eine ungewöhnlich große; es wurde daher von der Gewerkschaft Carl Alexander gußeiserne Cuvelage zum Ausbau gewählt. Soll dieselbe aber selbst bei hohen zulässigen

Inspruchnahmen des Gußeisens nur den zentrischen Drucken einer 400 m Wassersäule gewachsen sein, so ergeben sich bereits ungewöhnlich starke Abmessungen der Tübbinge. Nun treten, wie früher auseinandergelegt, außerdem noch immer Biegemomente durch ungleichförmige Druckverteilungen am Umfang auf, welche selbst in diesen außergewöhnlich starken Tübbingen wohl geeignet sind, gefährliche Spannungen hervorzurufen, da besonders das Gußeisen ein auf Biegung nur schwach widerstehendes Material ist. So faßte denn der Ob.-Ing. Grüter der Gewerkschaft Carl Alexander in Völklingen, den Plan, neben der gußeisernen Cuvelage einen Eisenbetonausbau anzuordnen. Bevor jedoch in dieser wichtigen Frage ein Entschluß gefaßt werden konnte, mußte man sich über drei wichtige Punkte im Klaren sein:

1. Bedeutet der Eisenbetonring neben dem starken Tübbingring eine nennenswerte Verstärkung und wird die Bruchgefahr entsprechend herabgemindert?

2. Gelingt es den Beton mit Sicherheit gegen die kalte Gebirgswand zu stampfen und zum Abbinden zu bringen?

3. Wie ist die günstige konstruktive Ausbildung beider Bauteile und besonders ihre gegenseitige Lage im Schacht?

Zur Beantwortung dieser drei Grundfragen wurden von der Firma Carl Brandt sowohl theoretische Untersuchungen als auch Laboratoriums- und Bauversuche ausgeführt. Um die erste Frage entscheiden zu können, mußte man sich darüber klar werden, ob der Eisenbeton mit der gußeisernen Cuvelage zu einer Art Verbundkörper vereinigt werden sollte, oder ob die Wirkung beider Röhren wie die zweier unverbundener, ineinandergesteckter, vor sich gehen sollte. Aus rein konstruktiven und praktischen Gründen, welche aber die höchste Bedeutung haben, mußte man sich für letzteres entscheiden, trotzdem die Versuchsergebnisse der Bohrlochauskleidungen des Hrn. Ob.-Brts. Dr. v. Emperger bekannt waren, auf welche derselbe vor etwa Jahresfrist in dieser Versammlung gleichfalls aufmerksam machte. Diese Bohrlochauskleidung hat, wie bekannt, aus kombinierten Rohrtouren und Eisenbetonmänteln bestanden und hat in einwandfreier Weise dargetan, daß eine innenliegende Rohrtour und ein außenliegender Eisenbetonmantel, mit außenliegender, einseitiger Ringbewehrung viel ungünstigere Ergebnisse zeigt als solche kombinierte Auskleidungen mit außenliegender Rohrtour und innerem Eisenbetonmantel mit innenliegender, einseitiger Bewehrung. Der Vergleich der beiden Typen, bei derselben Bruchlast, zeigt, daß die Deformierung der erstgenannten Type eine viel bedeutendere ist. Ich habe diesen Versuch keineswegs ignoriert, jedoch deren praktische Anwendung nicht ziehen können, und zwar aus folgendem Grunde:

Die gußeiserne Cuvelage hat neben ihrer statischen Aufgabe auch die wichtige Aufgabe der Dichtung des Schachtes gegen das unter hohem Druck stehende Grundwasser. Diese Dichtung wird durch Verschraubung der Tübbingringe und Verstemmen der Flanschen derselben mit Blei erreicht. Die Dichtung ist durch den Beton bei Wasserdruck von 40 Atmosphären wohl nicht mehr erreichbar. Die Hauptarbeit der Dichtung kann erst gemacht werden, wenn der Schacht aufgetaut ist, da derselbe dann bedeutende Bewegungen ausführt und nachgedichtet und verstemmt werden muß; das ist natürlich bei innen liegendem Eisenbetonmantel unmöglich. So klar sich somit bei den Emperger'schen Versuchen eine Verbundwirkung durch die außen liegende Rohrtour gezeigt hat, so konnte hiervon keine Anwendung gemacht werden, und mußte die Wirkung beider Röhren als nebeneinander erfolgend für die Kräfteaufnahme betrachtet werden.

Die verwendeten Tübbinge sind größtenteils sogenannte Kreuztübbinge, das sind solche mit nach innen und außen vorspringenden wagrechten und lotrechten Rippen. Die reine Wandstärke derselben ist oben 30 mm und wächst nach unten bis auf 70 mm. Im obersten Teil bis zur Schachttiefe von rd. 100 m sind Tübbinge mit nur nach innen springenden Rippen angeordnet. Einschließlich der Rippen ist die obere Stärke 145 mm, die untere Abmessung der Kreuztübbinge 370 mm. Der Eisenbetonmantel hat oben eine Stärke von 30 und unten von 40 cm und eine beiderseitige Ringbewehrung von rd. 1 %, außerdem eine Vertikalbewehrung von rd. 1/2 %. Durch Rechnung wurde die Verteilung der Kräfte auf die beiden Materialien unter den oben gemachten Voraussetzungen, wie folgt, ermittelt. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Die Entbehrlichkeit der Berechnung der Haftspannungen. — Gewölbte Hallenüberdeckung im Krematorium Dresden-Tolkewitz. — Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.